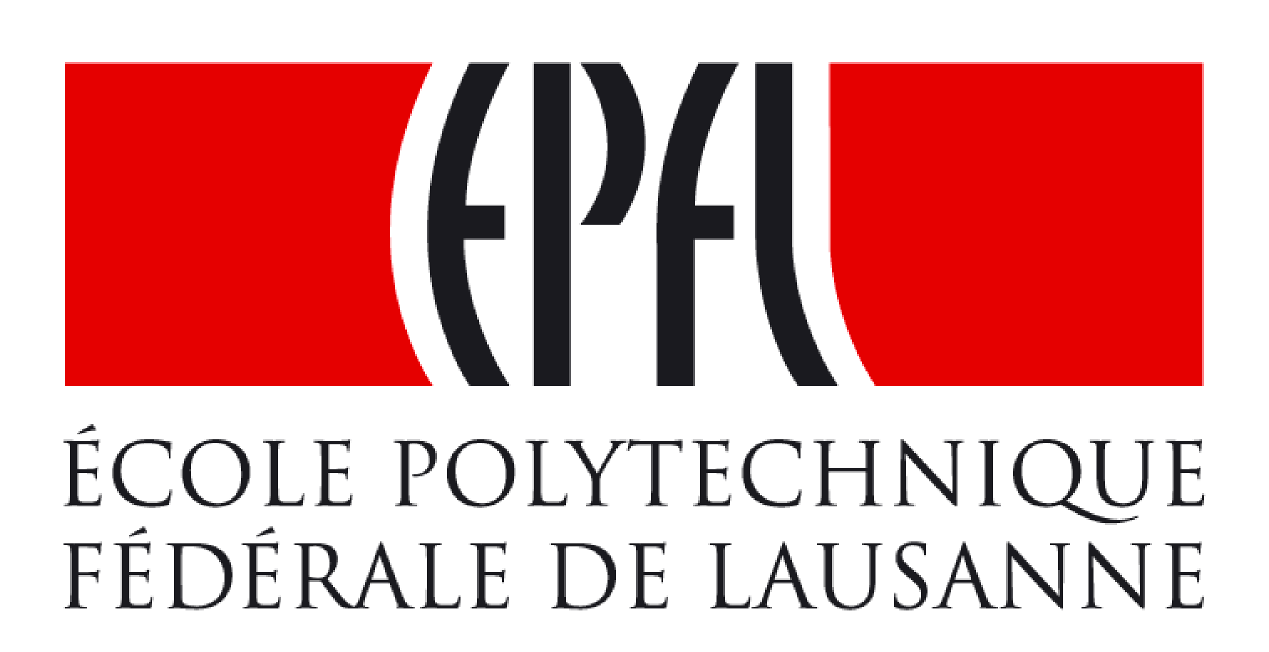
Halle métallique

Projet de construction

ICOM



Massy Guillaume

Professeur accompagnant :

Jean-Paul Lebet

Assistant :

Valentin Gavillet

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION **3**

MOTIVATION 3
BUTS 3

CONVENTION D'UTILISATION **4**

GÉNÉRALITÉS 4
CAS DE CHARGES 5
Surcharge 5
Charge utile 5
Valeurs de dimensionnement 7

DESCRIPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES TROIS VARIANTES **8**

VARIANTE 1 8
VARIANTE 2 10
VARIANTE 3 11
CHOIX DE LA VARIANTE 13

DIMENSIONNEMENT **14**

PLAN ET DIMENSIONS PRINCIPALE 14
DÉTAILS DE CONSTRUCTION 16

CONCLUSIONS **19**

Introduction

MOTIVATIONS

Mes motivations sont multiples :

- Utilisation dans un projet de construction des connaissances acquises tout au long de mon parcours universitaire.
- Conception globale d'une halle métallique, cas plus réel que le simple dimensionnement souvent effectué lors des cours dispensés à l'EPFL
- Approfondissement des connaissances dans le domaine des structures métalliques, avec l'aide d'un assistant et d'un professeur dédiés.
- Mieux appréhender le métier d'ingénieur structure afin de m'aider à prendre conscience de mes affinités dans ce domaine.

BUTS

Plusieurs buts découlent de ce projet de construction :

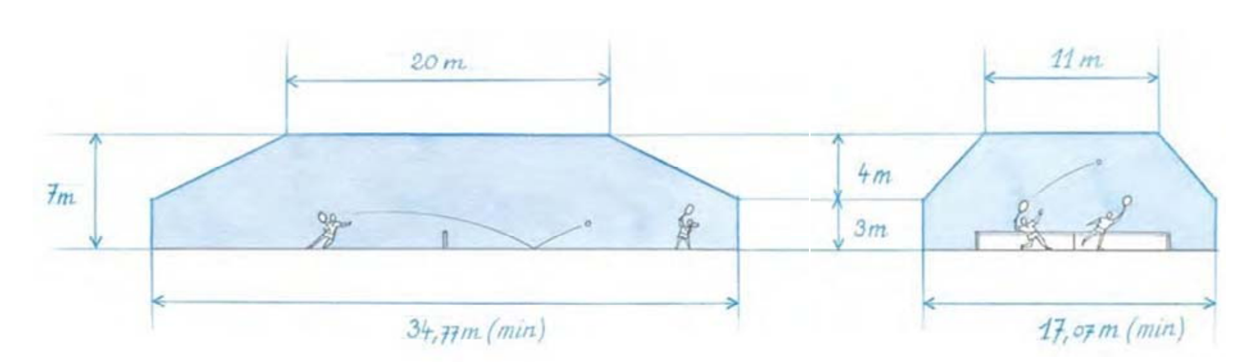
- Rédaction d'une convention d'utilisation.
- Conceptualiser plusieurs variantes structurales répondant à des critères fixés par les contraintes données par les normes (taille des terrains de tennis, vestiaire) et par le maître d'ouvrage (mise en place d'un restaurant, agrandissement de la halle possible).
- Choisir entre plusieurs variantes selon des critères prédéfinis.
- Dimensionnement complet des principaux éléments composant une structure métallique (pannes, filières, poteaux, traverses et contreventements).
- Utilisation des logicielles de statiques tels que *SCIA* et *Statik-6*, de logicielle de CAD tel que *autoCAD* et de logicielle de dessin vectorielle comme *Inkscape*.

Convention d'utilisation

GÉNÉRALITÉS

Le mandat consiste en la conception d'une halle métallique couvrant 3 terrains de tennis et un restaurant pouvant accueillir 50 personnes. Les commodités inhérentes à ce type d'infrastructure (vestiaires, cuisine, entrepôt…) doivent également être prises en considération. Le gabarit des terrains de tennis doivent respecter des normes afin d'en garantir une utilisation optimale. Les dimensions minimales sont données par les esquisses suivantes. Les dimensions recommandées sont de 36 [m] pour la longueur et de 18 [m] pour la largeur. Ce sont ces dernières qui serviront de base à l'établissement du projet.

Figure 2.1 – *Extrait de la norme AFNOR NF P 90 110*



La future structure sera construite à Aigle (VS), à côté du Centre Mondial du Cyclisme. La halle se situera à une altitude de 515 [m].

Figure 2.2 – *Plan de situation*



Dans un premier temps, trois variantes seront pré-étudiées. Un choix sera ensuite réalisé afin de garder qu'une seule de ces trois variantes afin d'en poursuivre l'étude (dimensionnement, détails d'assemblage, problème particulier…). Ce choix devra être fait de façon conjointe avec le maître d'ouvrage, selon divers critères à la suite du prédimensionnement. Les notes de ses critères allant de 1 à 6.

Tableau 2.1 – *Tableau des critères avec pondération*

Critère	**Poids/Surface [kN/m^2]**	**Réalisation**	**Esthétique**	**Concept**	
Note					
Pondération	2	2	3	3	
Total					

Les exigences en matière de construction seront basées sur les normes *SIA*. Plus particulièrement les *SIA 260 et SIA 261* pour l'établissement de la base du projet, de la *SIA 263* pour les aspects métalliques et de la *SIA 262 et SIA 264* pour le dimensionnement de partie mixte acier-béton.

CAS DE CHARGES

Surcharge

– *Couverture de la halle métallique :*

La couverture du terrain de tennis ainsi que du restaurant se compose comme suit :

- Tôle extérieure : 0.05 [kN/m^2]
- Etanchéité : 0.1 [kN/m^2]
- Isolation (20 [cm]) : 0.05 [kN/m^2]
- Pare-vapeur : 0.0 5 [kN/m^2]
- Tôle support : 0.15 [kN/m^2]

Total : 0.5 [kN/m^2]

– *Dalle du restaurant*

Épaisseur : 100 [mm]
gamma : 25 [kN/m^3]
Nous avons donc une surcharge de 2.5 [kN/m^2], une valeur de 3 [kN/m^2], plus prudente, sera utilisée.

Charge utile

Les charges utiles pour un restaurant sont, selon la norme, de 4 [kN/m^2]. Une charge utile de toiture de 0.4 [kN/m^2] doit être considérée pour une toiture accessible uniquement pour l'entretient.

– *Neige :*

Nous nous trouvons à une altitude de 415 [m]

Avec les formules de la *SIA 261* :

$$s_k = \left[1 + (\frac{h0}{350})^2\right] \cdot 0.4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Et

$$q_k = \mu_t \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nous avons donc avec $\mu_t = 0.8$ et C_e et $C_t = 1$ une charge de neige caractéristique de 0.77 [kN/m^2]

– *Vent :*

Pour le calcul du vent, la formule à utiliser selon la SIA 261 est la suivante :

$$q_p = c_h \cdot q_{p0}$$

Avec q_p : pression dynamique

c_h : coefficient du profil de répartition du vent, équivalent à 1 pour un milieu rural

q_{po} : valeur de référence de la pression dynamique, 1.1 [kN/m^2], selon l'annexe E de la norme SIA 261

Nous avons donc une pression dynamique de 1.1 [kN/m^2]]. Les pressions caractéristiques dépendent également de la forme du bâtiment. Pour ce faire, la formule suivante est préconisée pas la norme SIA 261 :

$$q_{ek} = c_{pe} \cdot q_p$$

Les coefficients c_{pe} se trouvent dans *l'annexe C* de la norme *SIA 261*. Nous choisissons pour nos 3 variantes le *Tableau 33*, correspondant à une structure carrée, dont la toiture est plate et la hauteur du bâtiment vaut entre 0.3 et 0.05 fois sa longueur.

***Tableau 2.2 –** Norme SIA 261 Tableau 33*



	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	c_{pe}								c_{pe}			c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
ϕ	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*	*H*	*m*	*n*	*o*	rép.	A	*B*	*C*	*D*	*b·h*	*d·h*	*d·b*
0°	0,7	−0,25	−0,35	−0,35	−0,5	−0,5	−0,25	−0,25	−0,85	−0,45	−0,8	±0,15	0,7	−0,25	−0,35	−0,35	0,95	0	−0,38
15°	0,55	−0,25	−0,2	−0,35	−0,5	−0,55	−0,25	−0,3	−0,85	−0,45	−1,0	±0,15	0,55	−0,25	−0,2	−0,35	0,8	0,15	−0,4
45°	0,4	−0,4	0,4	−0,4	−0,45	−0,45	−0,45	−0,25	−0,85	−0,85	−0,45	±0,1	0,4	−0,4	0,4	−0,4	0,8	0,8	−0,4
90°	−0,35	−0,35	0,7	−0,25	−0,5	−0,25	−0,5	−0,25	−0,45	−0,85	0,45	±0,15	−0,35	−0,35	0,7	−0,25	0	0,95	−0,38
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$								$c_{fr} = 0$		

Nous avons donc une pression contre les façades dû au vent de 0.7*1.1 ~ 0.8 [kN/m^2]. Le vent à un effet de succion sur la toiture, dont la valeur maximal correspond à : -0.55 * 1.1 ~ -0.6 [kN/m^2].

Valeurs de dimensionnement

Cas de charge déterminant pour montants et traverses

Tableau 2.3 – *Cas de charge déterminant*

	Charge [kN/m²]				Total [kN/m²]
	Surcharge	Charge utile	Neige	Vent	
Valeur caractéristique	0.5	0.4	0.77	-0.6	
	Coefficient				
Cas 1	1.35	1.5	0.85	0	**1.93**
Cas 2	1.35	0.7	1.5	0	**2.11**
Cas 3	0.8	0	0	1.5	**-0.50**

Tableau 2.4 – *Cas de charge déterminant*

						Charge latérale [kN/m²]					
	Charge [kN/m²]				Total [kN/m²]	face exposée			face opposée		
	Surcharge	Charge utile	Neige	Vent		0°	90°	180°	0°	90°	180°
Valeur caract.	0.5	0.4	0.77	-0.4		0.39	-0.2	0.14	0.14	-0.2	0.39
	Coefficient					Total					
Cas 4	1.35	0.7	1.5	0.6	**1.75**	**0.23**	**-0.12**	**-0.08**	**-0.08**	**-0.12**	**0.23**
Cas 5	1.35	1.5	0.85	0.6	**1.57**	**0.23**	**-0.12**	**-0.08**	**-0.08**	**-0.12**	**0.23**
Cas 6	1.35	0.7	0.85	1.5	**0.71**	**0.59**	**-0.30**	**-0.21**	**-0.21**	**-0.30**	**0.59**
						a	**b**	**c**	**a**	**b**	**c**

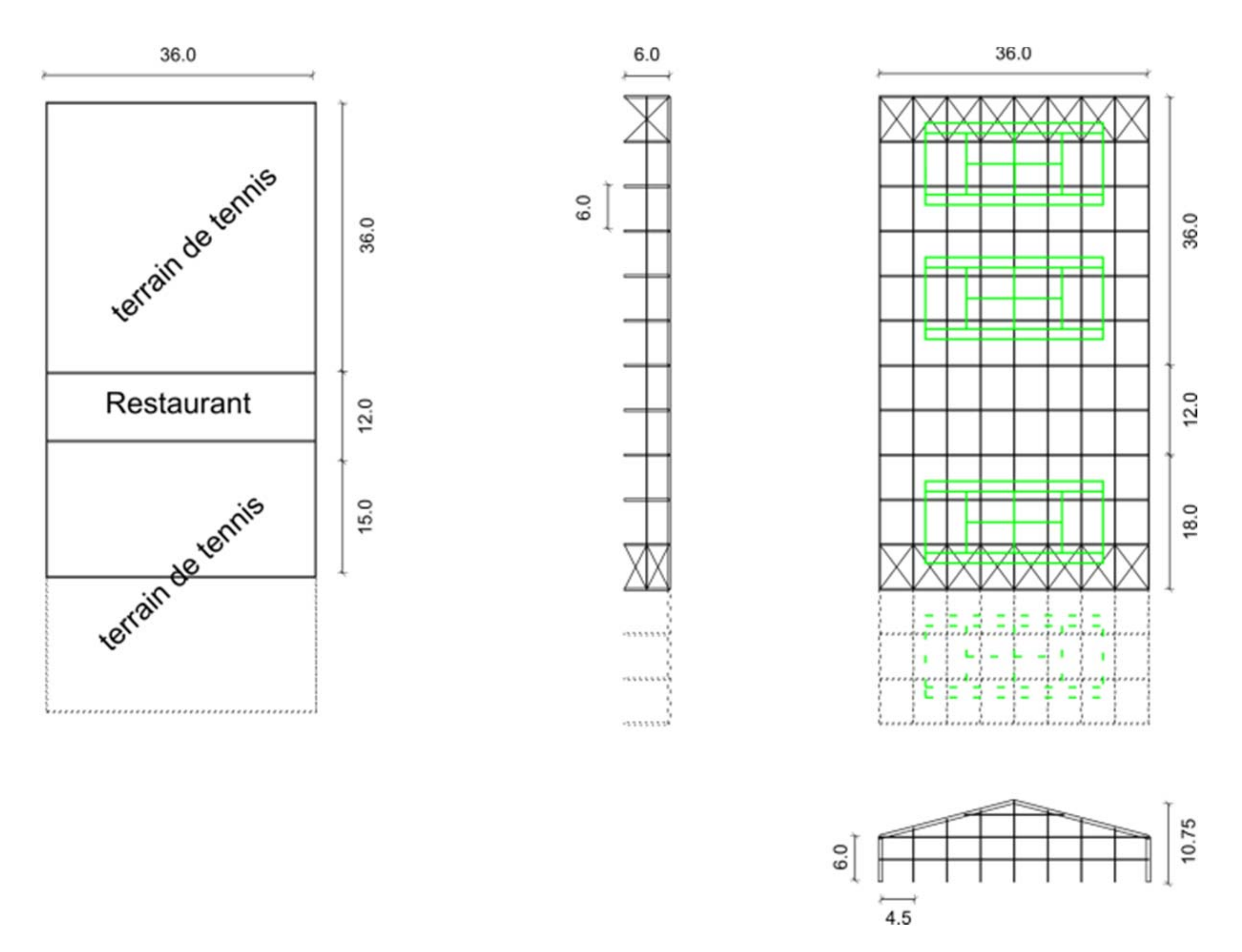
Description et Prédimensionnement des trois variantes

Le pré-dimensionnement se fait en prenant en compte la résistance en section avec les formules d'interaction fournies par la *SIA 263*. La flèche à l'ELS est également prise en considération. Les détails des calculs se trouvent dans *l'annexe 1*.

VARIANTE 1

La première variante est composée d'une structure rectiligne faite de cadre à traverses inclinées. Le restaurant et les vestiaires se trouvant au cœur de l'ouvrage, dans la continuité de la structure.

***Figure 3.1** – Plan Variante 1*



Le cadre est isostatique, les appuis, ainsi que la connexion au centre du cadre étant définis comme des rotules. Les traverses sont inclinées de 15 degrés.

Figure 3.2 – *Système statique variante 1*

H = 10.75 [m]
HEA 550
15°
h = 6 [m]
l = 36 [m]

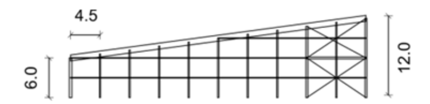
Tableau 3.1 *–Type d'éléments et avant-métré*

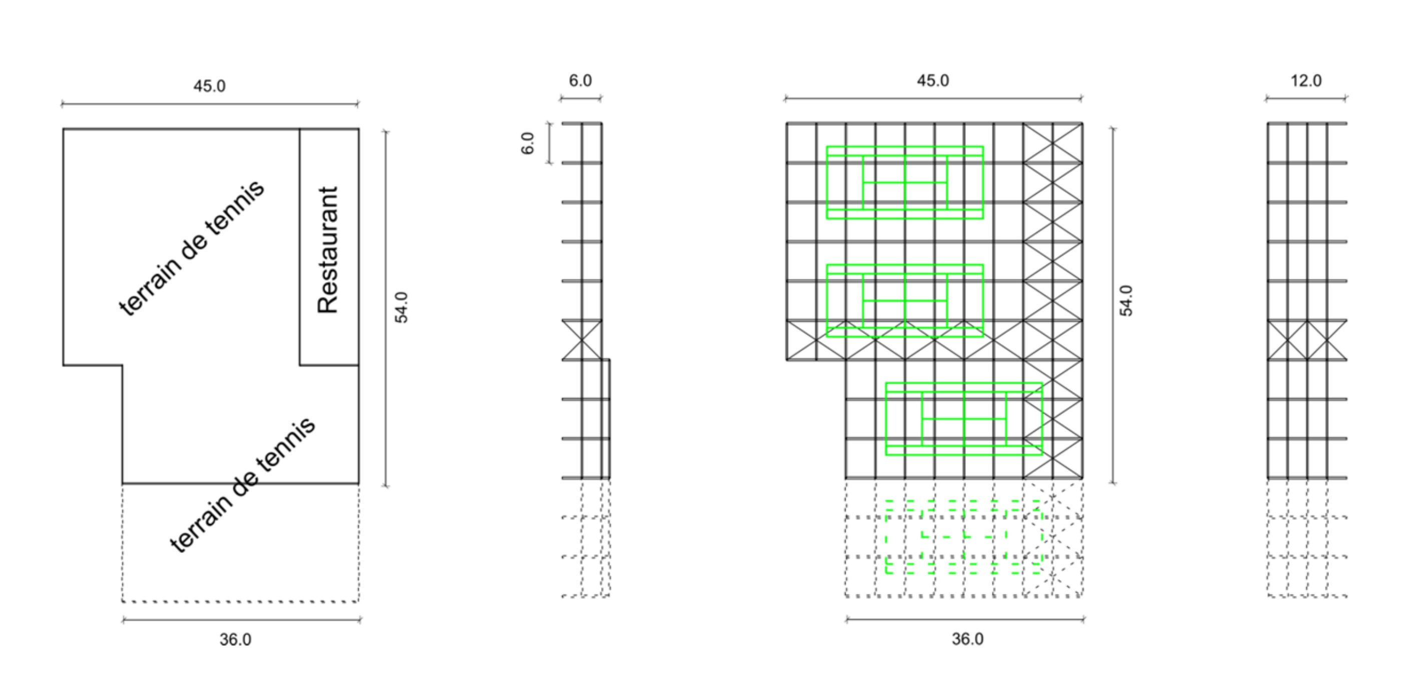
Élément	**Panne**	**Filière**	**Poteau**	**Traverse**	**Total**
Profilé	HEA 200	IPE 200	HEA 500	HEA 550	**-**
Poids/m [kg/m]	42.3	22.4	166	166	**-**
Longueur total [m]	594	435	144	447	**-**
Poids total [kg]	25126.2	9744	23904	74202	**132976.2**
Surface totale [m^2]	2376				
Poids/Surface [kg/m^2]	10.6	4.1	10.1	31.2	**56.0**
Volume total [m^3]	19899				
Poids/Volume [kg/m^3]	1.3	0.5	1.2	3.7	**6.7**

VARIANTE 2

La deuxième variante est sans doute la plus complexe des trois, sa structure est non symétrique. Le restaurant, ainsi que les vestiaires viennent briser la logique du cadre en formant une extension.

Figure 3.3 – *Plan Variante 2*





Le cadre est un mécanisme de degré un, les trois appuis ainsi que les connexions entre les poteaux et la traverses étant définis comme des rotules. Pour garantir la stabilité, il faut donc que le contreventement assure le rôle d'appui dans le sens horizontal. Les traverses sont inclinées de 8 degrés.

Figure 3.4 – *Système statique variante 2*

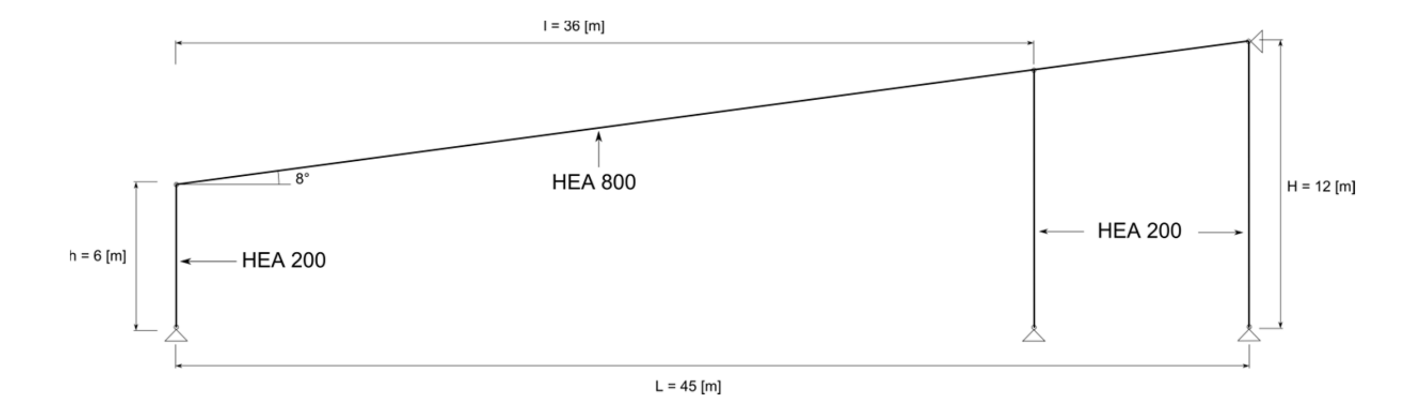


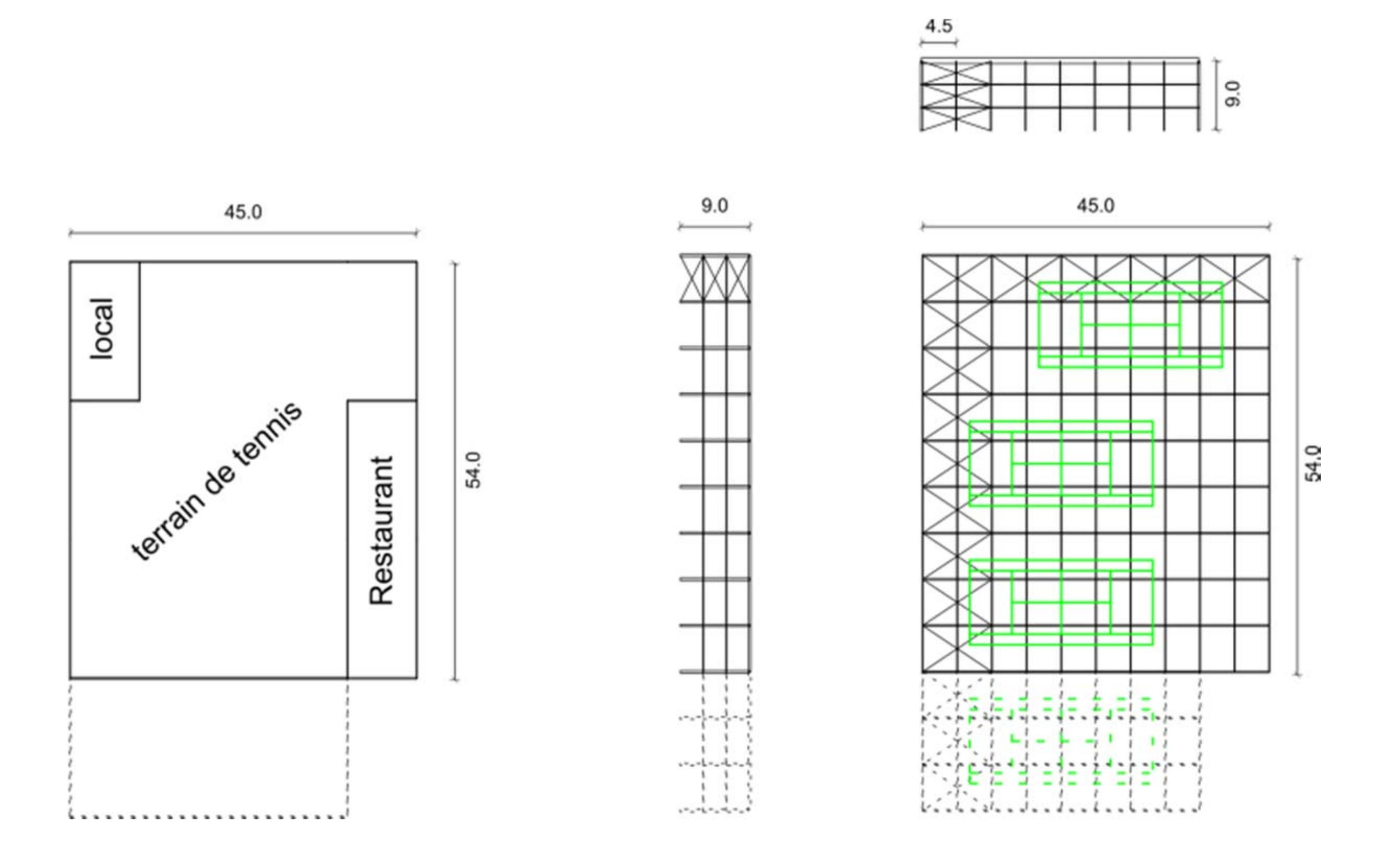
Tableau 3.2 *–Type d'éléments et avant-métré*

Élément	Panne	Filière	Poteau	Traverse	Total
Profilé	HEA 200	IPE 200	HEA 200	HEA 800	-
Poids/m [kg/m]	42.3	22.4	42.3	224	-
Longueur total [m]	558	567	267	427	-
Poids total [kg]	23603.4	12700.8	11294.1	95648	**143246.3**
Surface totale [m^2]	2268				
Poids/Surface [kg/m^2]	10.4	5.6	5.0	42.2	**63.2**
Volume total [m^3]	20800.8				
Poids/Volume [kg/m^3]	1.1	0.6	0.5	4.6	**6.9**

VARIANTE 3

La dernière variante dispose également d'une structure symétrique, la portée des traverses est cependant plus longue que pour les deux variantes précédentes, le choix s'est donc porté sur une traverse dont le système statique est la poutre à sous-tirant.

Figure 3.3 – *Plan Variante 3*



Le cadre est un mécanisme de degré un, les deux appuis ainsi que les connexions entre les poteaux et la traverse étant définis comme des rotules. Pour garantir la stabilité, il faut donc que le contreventement assure le rôle d'appui dans le sens horizontal. Les traverses sont constituées d'une poutre à sous-tirant.

Figure 3.3– *Système statique variante 3*

Tableau 3.3 *–Type d'éléments et avant-métré*

Élément	**Panne**	**Filières**	**Poteau**	**Traverse**	**Total**
Profilé	IPE 200	IPE 200	HEA 200	A sous-tirant	-
Poids/m [kg/m]	22.4	22.4	42.3	295.1	-
Longueur total [m]	594	594	180	450	-
Poids total [kg]	13305.6	13305.6	7614	132795	**167020.2**
Surface totale [m²]	2430				
Poids/Surface [kg/m²]	5.5	5.5	3.1	54.6	**68.7**
Volume total [m³]	21870				
Poids/Volume [kg/m³]	0.6	0.6	0.3	6.1	**7.6**

CHOIX DE LA VARIANTE

Le choix de la variante peut maintenant être effectué grâce au *Tableau d'aide à la décision,* contenant les critères déterminants ainsi que leur pondération déjà prédéfinie.

Les pondérations ont été définies en entente avec le maître d'ouvrage, qui privilégie les aspects esthétiques et conceptuels au dépend des critères économiques.

Les variantes 1 à une structure plus efficace (meilleur rapport poids/surfaces) que la variante 2 et que la variante 3. La mise en place des structures 1 et 3 est plus facile (moins de poteaux et structures symétriques) que dans le cas 2. Par contre, l'esthétique de la variante 2 ainsi que son concept sont plus évolués. Au final, le choix se portera donc sur la deuxième variante.

Tableau 3.4 *–Tableau d'aide à la décision. Variante 1*

Critère	**Poids/Surface [kN/m^2]**	**Réalisation**	**Esthétique**	**Concept**	
Note	5	4.5	4.5	4	
Pondération	2	2	3	3	
Total	10	9	13.5	12	**44.5**

Tableau 3.5 *–Tableau d'aide à la décision. Variante 2*

Critère	**Poids/Surface [kN/m^2]**	**Réalisation**	**Esthétique**	**Concept**	
Note	4.5	4	5	5	
Pondération	2	2	3	3	
Total	9	8	15	15	**47**

Tableau 3.6 *–Tableau d'aide à la décision. Variante 3*

Critère	**Poids/Surface [kN/m^2]**	**Réalisation**	**Esthétique**	**Concept**	
Note	4	4.5	4	4	
Pondération	2	2	3	3	
Total	8	9	12	12	**41**

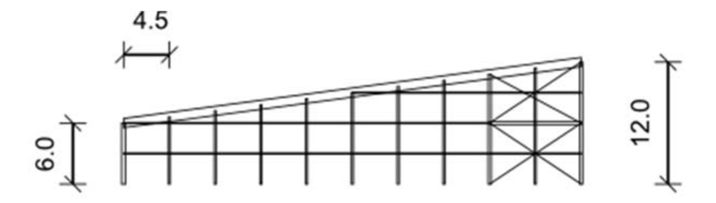
Dimensionnement

PLAN ET DIMENSIONS PRINCIPALES

Afin de répondre aux demandes du maître d'ouvrage et aux exigences des normes (notamment des normes *SIA)*, nous avons déterminé les dimensions principales de l'ossature, ainsi que des éléments la composant.

Les détails du dimensionnement de la structure se trouvent dans *l'annexe 2*. Les principales dimensions de celle-ci sont résumées dans le plan ci-dessous.

***Figure 4.1** –Plan final*



6.0
45.0
12.0
HEA 900
2 LNP 120.10
6.0
HEA 300
HEA 200
54.0
IPE 200
36.0

Un avant-métré a également été réalisé à la demande du maître d'ouvrage

Tableau 4.1 *–Avant-métré*

Élément	**Panne**	**Filières**	**Poteau**	**Traverse**	**Contreventement**	**Total**
Profilé	HEA 200	IPE 200	HEA 300	HEA 900	2 LNP 120 10	-
Poids/m [kg/m]	42.3	22.4	88.3	252	36.4	-
Longueur total [m]	558	567	267	427	418	-
Poids total [kg]	23603.4	12700.8	23576.1	107604	15215.2	**182699.5**
Surface totale [m^2]	2268					
Poids/Surface [kg/m^2]	10.4	5.6	10.4	47.4	6.7	**80.6**
Volume total [m^3]	20800.8					
Poids/Volume [kg/m^3]	1.1	0.6	1.1	5.2	0.7	**8.8**

DÉTAILS DE CONSTRUCTION

Figure 4.2 *–Connexion poteau-traverse*

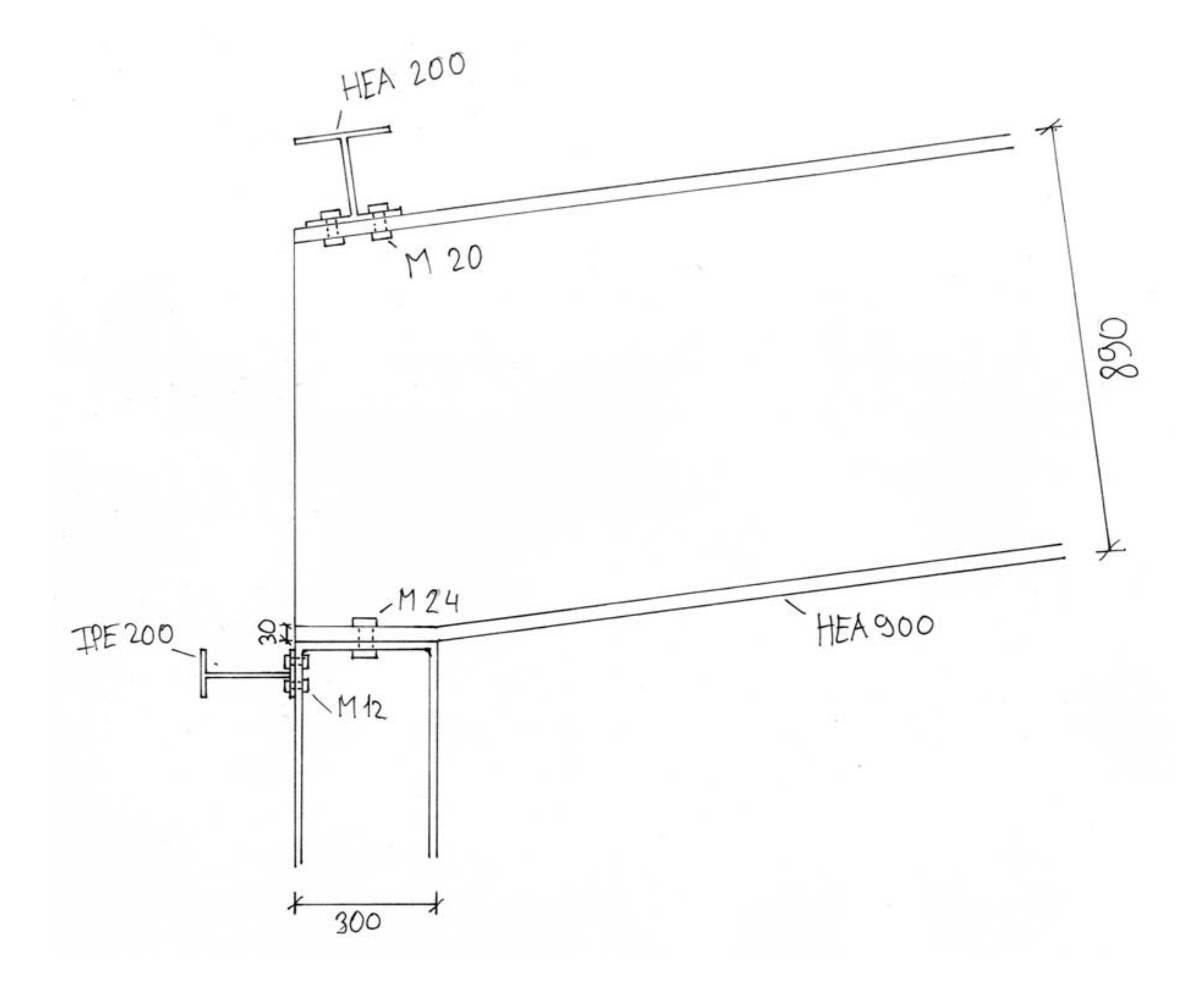


Figure 4.3 *–Connexion poteau-fondation*

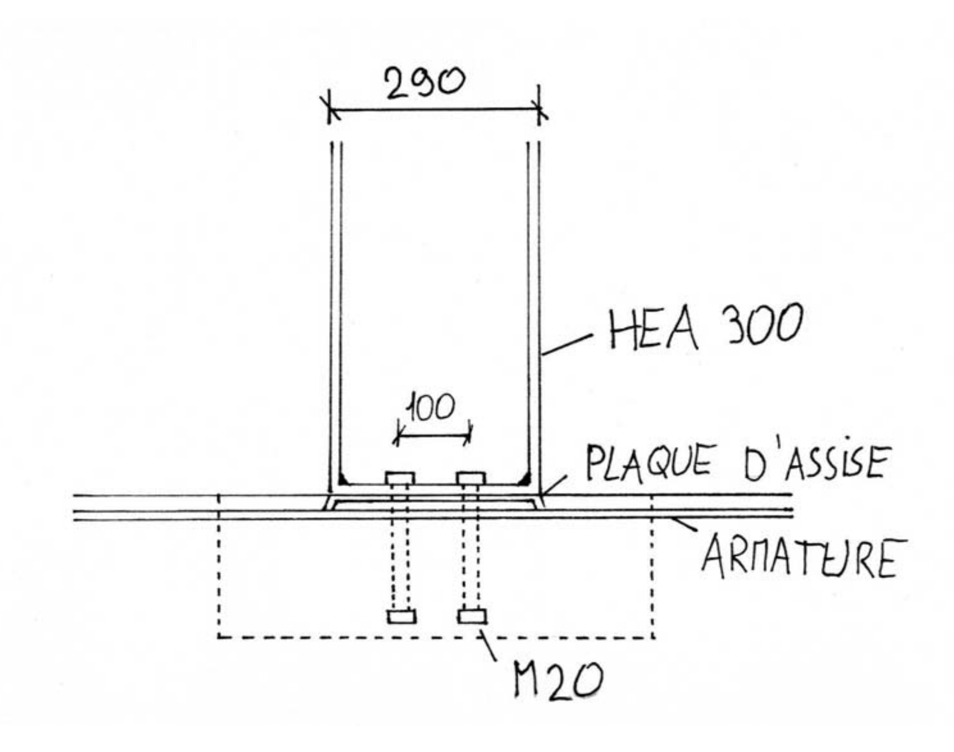
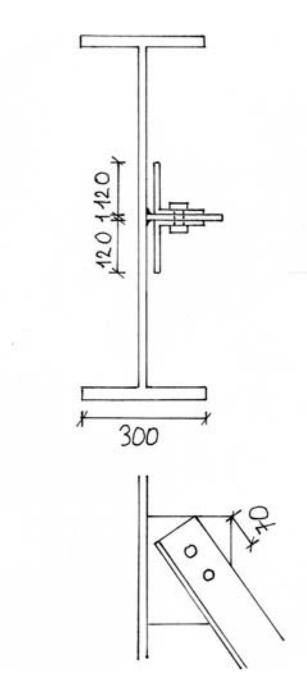


Figure 4.4 *–Connexion traverse-contreventement*



PROBLÈME PARTICULIER

Dans un premier temps, le restaurant, se situant au-dessus des vestiaires devaient se construire avec une structure indépendante de la structure métallique (structure en béton armé). Une seconde variante va être mis à l'étude, le restaurant reposera cette fois ci sur une dalle mixte béton-acier solidaire de la structure. Le but étant de pouvoir alléger la paroi des vestiaires (plus de fonction porteuse), mais également d'augmenter la rigidité du cadre afin de répondre à une des hypothèses posée pour le dimensionnement, à savoir que le cadre est considéré comme rigide.

Les détails des calculs sont donnés dans *l'annexe 3*.

Conclusions

Ce projet de construction aura été l'occasion de reprendre presque l'ensemble des connaissances acquises dans les différents cours de métal dispensés tout au long de mon parcours universitaire, mais également de les approfondir.

Plusieurs points importants ou difficultés ont pu être mis en évidence, notamment :

- Le caractère aléatoire dans la détermination de la variante finale compte tenu du nombre important de critères et d'inconnus intervenants dans la décision.
- Le caractère itératif du dimensionnement, fait d'innombrable aller-retour jusqu'à la structure finale.
- L'importance du choix des hypothèses de calcul, et leurs conséquences pour le dimensionnement de structure.
- La difficulté de faire le bon choix d'assemblage dans le but de garantir toutes les hypothèses faites lors de la modélisation de la structure.

Comme bien souvent, ce projet a été également l'occasion de définir les améliorations possibles afin d'optimiser encore la structure de la halle. Nous pouvons notamment citer :

- L'utilisation d'un modèle de calcul encore plus poussé (notamment calcul Plastique-Plastique des pannes et filières).
- Le choix d'un concept structurel différent, par exemple en encastrant les angles de cadre afin d'optimiser l'utilisation de la matière.
- La réduction des longueurs de déversement des traverses, grâce à la mise en place de liernes par exemple.

À ce stade, le projet n'est, bien évidemment, pas finalisé. Pour ce faire, il faudrait notamment encore :

- Définir et planifier les étapes de montage.
- Estimer les coûts de l'ensemble de la construction.
- Dimensionner la structure au feu, aux accidents, ainsi qu'à la fatigue.
- Dimensionner les moyens d'assemblage des différents éléments composants l'ossature.

Bibliographie

[1] Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer, *Construction métallique, Notions fondamentales et Méthodes de dimensionnement*, Traité de génie civil volume 10, Nouvelle édition, PPUR, Lausanne, 2011.

[2] Manfred A. Hirt et Michel Crisinel, *Charpentes métalliques: Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*, Traité de génie civil volume 11, Nouvelle édition, PPUR, Lausanne, 2011.

[3] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *SIA 260*, 2003.

[4] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *SIA 261*, 2003.

[5] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *SIA 262*, 2003.

[6] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *SIA 263*, 2003.

[7] Société suisse des ingénieurs et des architectes. *SIA 264*, 2003.

[8] Fédération française de tennis, *Les terrains de tennis couverts Guide de construction*, 2008.
Disponible à l'adresse:
http://www.comite.fft.fr/lotetgaronne/13L00470_d/data_1/pdf/gu/guidecourtscouvertspartie1.pdf

ANNEXE

ANNEXE 1. Prédimensionnement

– *Panne :*

Les pannes ont le même système statique dans les trois variantes :

- Poutre simple sur deux ou trois appuis
- Longueur 6 [m]
- Espacement 4.5 [m]

On choisira des IPE 220 pour les pannes sans inclinaison et des HEA 200 pour des pannes inclinées. Pour des raisons constructives, les profilés seront au minimum du type 200 (HEA 200, IPE 200…).

- M_{Ed} = 45.6 [kN*m]
- Calcul de l'ELS en situation fréquente
- w_{max} = 6000/350 = 17.2 [mm]
- HEA 200 : $M_{y,Rd}$ = 145.7 [kN*m] et $M_{z,Rd}$ = 66.9 [kN*m]
- IPE 200 : $M_{y,Rd}$ = 76.4 [kN*m] et $M_{z,Rd}$ = 15.1 [kN*m]

Tableau 1 *– Panne Variante 1 (inclinaison de 15°)*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}+M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$
HEA 200	11.1<17.2	0.47<1 OK

Tableau 2 *– Panne Variante 2 (inclinaison de 8°)*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}+M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$
HEA 200	11.1<17.2	0.41<1 OK

Tableau 3 *– Panne Variante 3 (pas d'inclinaison)*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}+M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$
IPE 200	14.3<17.2	0.60<1 OK

– *Filières:*

Les filières sont les mêmes dans toutes les variantes

- Poutre continue sur 2 ou 3 travées
- Longueur entre appuis 6 et 4.5 [m]
- Espacement 3 [m]

On choisira des IPE 200 (pour tenir compte des dimensions minimales de 200 [mm]).

- Calcul de l'ELS en situation fréquente, la flèche dans le sens parallèle à la façade n'ai pas prise en compte (paroi autoportante).

- w_{max} = 6000/350 = 17.2 [mm]
- $M_{y,Ed}$ = 7.9 [kN*m] et $M_{z,Ed}$ = 8.2 [kN*m]
- $M_{y,Rd}$ = 76.4 [kN*m] et $M_{z,Rd}$ = 15.1 [kN*m]

***Tableau 4** –Filière*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}+M_{z,Ed}/M_{z,Rd}$
IPE 200	2.5	0.65<1 OK

– *Traverse :*

Variante 1

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 550

- Une contreflèche sera utilisée pour les traverses, le contrôle à l'ELS se fait donc en prenant en compte la différence entre la flèche sous charges permanentes et la flèche sous charges utiles
- w_{max} = 36000/350 = 102.9 [mm]
- $M_{y,Ed}$ = 1420 [kN*m] et N_{Ed} = 300 [kN]
- $M_{y,Rd}$ =1563 [kN*m] et N_{Rd} = 7159 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 5.1.4.1

***Tableau 5** –Traverse Variante 1*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd}$
HEA 550	101.3 < 102.9	0.91<1 OK

Variante 2

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 800

- Une contreflèche sera utilisée pour les traverses, le contrôle à l'ELS se fait donc en prenant en compte la différence entre la flèche sous charges permanentes et la flèche sous charges utiles
- w_{max} = 36000/350 = 102.9 [mm]
- $M_{y,Ed}$ = 2250 [kN*m] et N_{Ed} = 50 [kN]
- $M_{y,Rd}$ =2377 [kN*m] et N_{Rd} = 7159 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 5.1.4.1

***Tableau 6** –Traverse Variante 2*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd}$
HEA 800	65.7 < 102.9	0.95<1 OK

Variante 3

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 550 pour la traverse et un fer plat de dimension 300 * 50 [mm^2]

- Une contreflèche sera utilisée pour les traverses, le contrôle à l'ELS se fait donc en prenant en compte la différence entre la flèche sous charges permanentes et la flèche sous charges utiles
- w_{max} = 45000/350 = 128.6 [mm]

Pour le HEA 550

- $M_{y,Ed}$ = 910 [kN*m] et N_{Ed} = 2325 [kN]
- $M_{y,Rd}$ = 1563 [kN*m] et N_{Rd} = 7159 [kN]

Pour le fer plat

- N_{Ed} = 2325 [kN]
- N_{Rd} = 5070 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 5.1.4.1 pour le profilé et seulement en traction pour le fer plat

***Tableau 7** –Traverse Variante 3*

	w [mm]	$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd}$
HEA 550	123.89 < 128.6	0.75<1 OK
		N_{Ed}/N_{Rd}
Fer plat 300 * 50		0.43<1 OK

– *Montants :*

Variante 1

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 550

- $M_{y,Ed}$ = 1420 [kN*m] et N_{Ed} = 300 [kN]
- $M_{y,Rd}$ =1563 [kN*m] et N_{Rd} = 7159 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 5.1.4.1

***Tableau 8** –Montant Variante 1*

	$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd}$
HEA 550	0.91<1 OK

Variante 2

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 200

- N_{Ed} = 714 [kN]
- N_{Rd} = 1819 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 4.4.1.1 (le moment maximal étant très petit, inférieur à 20 [kN/m], il ne sera pas pris en compte dans le prédimensionnement)

Tableau 9 *–Montant Variante 2*

	N_{Ed}/N_{Rd}
HEA 200	0.39<1 OK

Variante 3

Modélisation effectuée sur *Statik-6*, le choix se portera sur un HEA 200

- N_{Ed} = 410 [kN]
- N_{Rd} = 1819 [kN]

Le calcul se fait selon la formule d'interaction de la norme SIA 263 § 4.4.1.1 (le moment maximal étant très petit, inférieur à 40 [kN/m], il ne sera pas pris en compte dans le prédimensionnement)

Tableau 10 *–Montant Variante 3*

	N_{Ed}/N_{Rd}
HEA 200	0.23<1 OK

ANNEXE 2. Dimensionnement

Tous les éléments de la structure se composent d'acier S355

Panne :

Le choix se porte sur un HEA 200

- *ELU :*

Le cas de charge 2 est déterminant pour le dimensionnement des pannes sur deux et sur 3 appuis

La formule d'interaction (49) de la norme SIA 263 §5.1.4.2 permet le calcul EP des pannes :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

Avec β =1.1, quand il n'y a pas d'effort normal.

Sur 3 appuis (moment déterminant à l'appui intermédiaire) :

- $M_{y,Ed}$ = 44.71 [kNm]
- $M_{z,Ed}$ = 4.22 [kNm]
  ⇨ $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{44.71}{145.2}\right)^2 + \left(\frac{4.22}{66.9}\right)^{1.1}$ = 0.14 < 1 ok

- *ELS:*

La flèche est calculée pour un cas de charge fréquent, qui est le critère le plus contraignant compte tenu qu'aucun élément fragile n'est utilisé dans cette structure (cas de charge rare).

Sur 3 appuis

La flèche maximale w_{max} est de 6000/350 = 17.2 [mm], nous avons une flèche de 5.1 [mm] ok

Sur 2 appuis

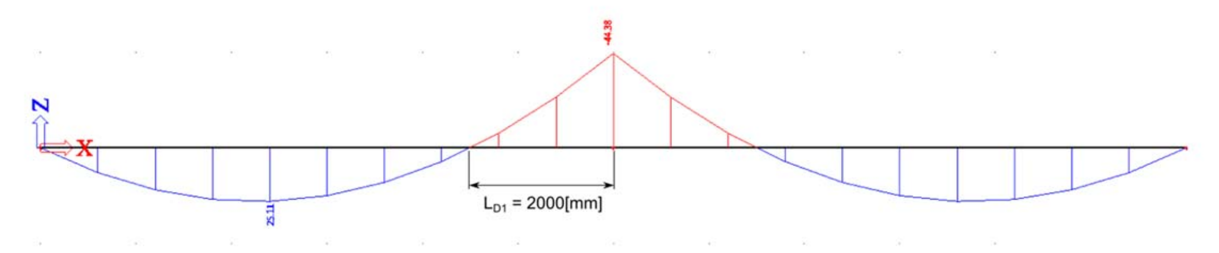
La flèche maximale w_{max} est de 6000/350 = 17.2 [mm], nous avons une flèche de 11.7 [mm] ok

Déversement :

Le déversement des pannes est empêché par les tôles de toiture dans les cas où la fibre supérieure de la panne est tendue. Deux cas nous intéressent donc, le cas 2 et le cas 3.

Sur 3 appuis

***Figure 1** –Déversement pannes*



Cas 2

Le calcul se fait selon la norme SIA 263, tableau 6. Il n'y a pas d'effort normal, donc le critère $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$ est respecté.

$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{-}_{Ed,max}} = \frac{0}{-44.38} = 0$$

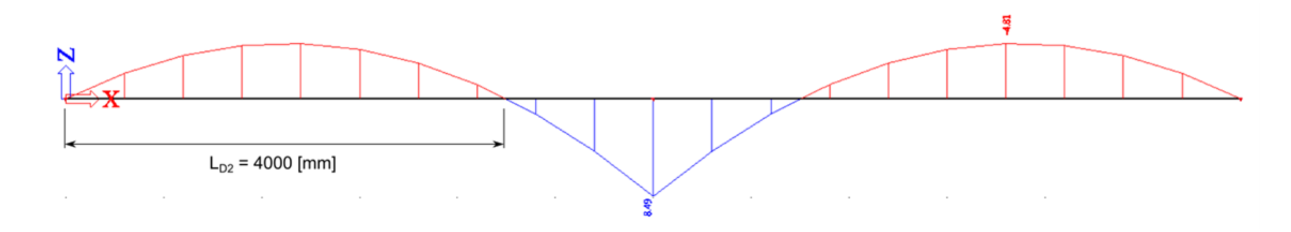
$$L_D = 2000\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot\ 49.9 \cdot (1 - 0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 3277\ [mm]$$

$L_D = 2000\ [mm] \leq L_{cr} = 3277\ [mm]$ => ok

Cas 3

***Figure 2** –Déversement pannes*



$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{-}_{Ed,max}} = \frac{0}{-4.81} = 0$$

$$L_D = 4000\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot\ 49.9 \cdot (1 - 0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 3277\ [mm]$$

$L_D = 4000\ [mm] \leq L_{cr} = 3277\ [mm]$ => ko Vérification au déversement nécessaire.

Vérification du tronçon 2 selon la norme SIA 263, § 4.5.2

Selon table SZS C5 :

$$C = 1'766'000\ [N/mm]$$
$$i_D = 54\ [mm]$$

Calcul de la contrainte critique de déversement élastique

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75 \qquad pour\ \psi \geq -0{,}5$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.75 \cdot \frac{1766000}{4000} = 772.63\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.75 \cdot 54^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{4000} = 661.03\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{772.63^2 + 661.03^2} = 1061.82\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 410 \cdot 10^3}{1061.82 \cdot 389 \cdot 10^3}} = 0.607$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$.

$$\chi_D = 0.887$$

Valeur de calcul de la résistance au déversement

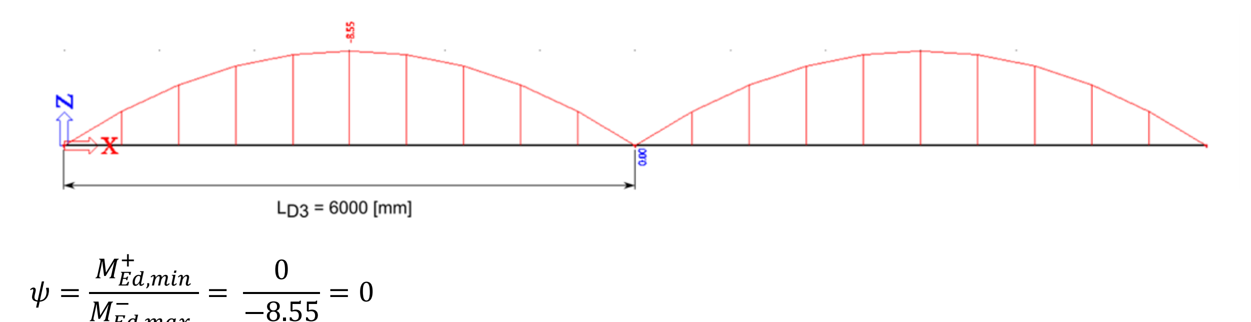
$$M_{D,Rd} = \chi_D \cdot f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0.887 \cdot 355 \cdot \frac{410 \cdot 10^3}{1.05} = 123.02\ [kNm]$$

Vérification au déversement

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{D,Rd}} = \frac{4.81}{110.75} = 0.04 \Rightarrow \text{ok}$$

Sur 2 appuis

***Figure 3** –Déversement pannes*



$$\psi = \frac{M_{Ed,min}^{+}}{M_{Ed,max}^{-}} = \frac{0}{-8.55} = 0$$

$$L_D = 6000\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot 49.9 \cdot (1 - 0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 3277\ [mm]$$

$L_D = 6000\ [mm] \geq L_{cr} = 3277\ [mm]$ => ko Vérification au déversement nécessaire.

Vérification du tronçon 3 selon la norme SIA 263, § 4.5.2

Selon table SZS C5 :

$C = 1'766'000\ [N/mm]$
$i_D = 54\ [mm]$

Calcul de la contrainte critique de déversement élastique

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75 \qquad pour\ \psi \geq -0{,}5$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.75 \cdot \frac{1766000}{6000} = 515.08\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.75 \cdot 54^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{6000} = 293.79\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{515.08^2 + 293.79^2} = 592.98\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 410 \cdot 10^3}{592.98 \cdot 389 \cdot 10^3}} = 0.794$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$.

$$\chi_D = 0.798$$

Valeur de calcul de la résistance au déversement

$$M_{D,Rd} = \chi_D \cdot f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0.798 \cdot 355 \cdot \frac{410 \cdot 10^3}{1.05} = 110.75\ [kNm]$$

Vérification au déversement

$\frac{M_{Ed,max}}{M_{D,Rd}} = \frac{3.35}{110.75} = 0.08$ => ok

– *Traverses (Cadre 1)*

Le choix se porte sur un HEA 900

ELU

Moment max :

La formule d'interaction de la norme SIA 263 §4.4.2.1 fournit la formule suivante :

$$M_{y,Rd} = \frac{f_y W}{\gamma_{M1}}$$

Le cas 2 est ici prépondérant

- Sur appui central : $M_{y,Ed}$ = 2247.57 [kNm]
- En travée : $M_{y,Ed}$ = 1775 [kNm]

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{2247.57}{3655} = 0.61 < 1$$

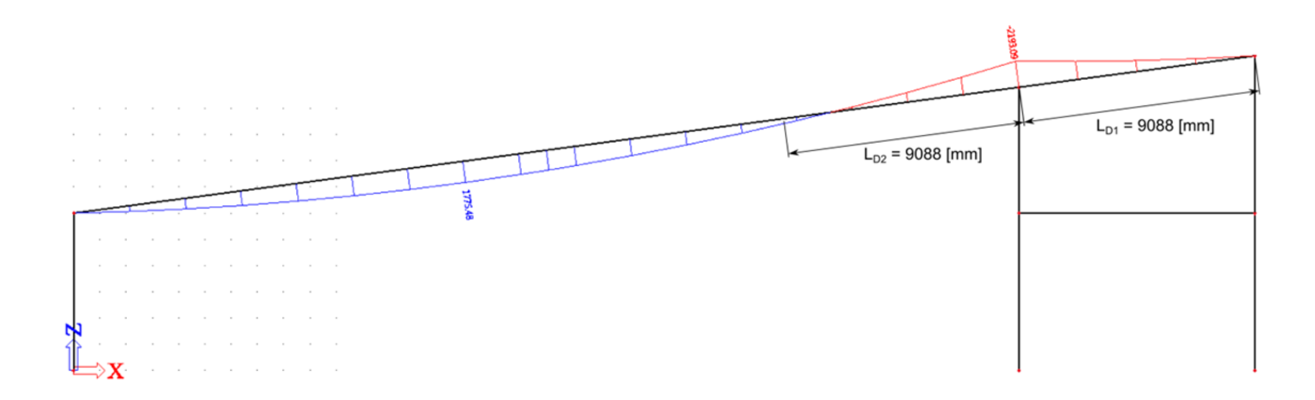
ELS

La flèche maximale w_{max} est de 36000/350 =102.9 [mm], nous avons une flèche de 155.8 [mm] ko. La mise en place d'une contre flèche semble être la bonne alternative. Celle-ci est choisi égale à la flèche en travée dû aux charges permanentes, soit 90 [mm].
Un deuxième contrôle doit également être effectué. Il faut vérifier que la différence entre la flèche dans le cas rare (avec le chargement maximal à l'ELS) et la flèche pour le cas quasi permanant (flèche sous poids propre) soit inférieur à la flèche maximale autorisée. La valeur de cette différence est de 101.7 [mm], donc le critère est satisfait.

Déversement

Le cas déterminant est le cas 2. Le calcul se fait selon la norme SIA 263, tableau 6. Les longueurs de flambage telles que dessinées ci-dessous doivent faire l'objet d'une attention particulière, il faut en effet garantir que l'appui intermédiaire assure que le déversement ne puisse pas se faire à son droit.

Figure 4*–Déversement traverse*



L_{D1}

L'effort normal maximal est de 51.27 [kN], le critère $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{51.27}{10840} = 0.005 \leq 0.15$ est respecté.

$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{-}_{Ed,max}} = \frac{0}{-2247.57} = 0$$

$$L_D = 9088\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot 65.0 \cdot (1 - 0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 4268\ [mm]$$

$L_D = 9088\ [mm] \geq L_{cr} = 4268\ [mm]$ => ko

Vérification du tronçon 1 selon la norme SIA 263, § 4.5.2

Le calcul de C et i_D se fait selon les formules de la page 100 de la table SZS C5

$$C = 1365000\ [N/mm]$$
$$i_D = 77\ [mm]$$

Calcul de la contrainte critique de déversement élastique

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75 \qquad pour\ \psi \geq -0{,}5$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.75 \cdot \frac{1365000}{9088} = 262.85\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.75 \cdot 77^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{9088^2} = 369.98\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{262.85^2 + 369.98^2} = 369.98\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 9480 \cdot 10^3}{369.98 \cdot 10800 \cdot 10^3}} = 1.046$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$, courbe a, α_D=0.21

$$\chi_D = 0.633$$

Valeur de calcul de la résistance au déversement

$$M_{D,Rd} = \chi_D \cdot f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0.633 \cdot 355 \cdot \frac{9860 \cdot 10^3}{1.05} = 2314.08\ [kNm]$$

Vérification au déversement

$\frac{M_{Ed,max}}{M_{D,Rd}} = \frac{2247.57}{2314.08} = 0.97$ => ok

L_{D2}

L'effort normal maximal est de 48.65 [kN], le critère $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{45.36}{10565.48} = 0.004 \leq 0.15$ est respecté.

$$\psi = \frac{M^+_{Ed,min}}{M^-_{Ed,max}} = \frac{462.59}{-2230.44} = -0.194$$

$$L_D = 9088\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot\ 92.41 \cdot \big(1 - 0.5 \cdot (-0.207)\big) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}}$$
$$= 6698\ [mm]$$

$L_D = 9088\ [mm] \geq L_{cr} = 6698\ [mm]$ => ko

Vérification du tronçon 1 selon la norme SIA 263, § 4.5.2

Le calcul de C et i_D se fait selon les formules de la page 100 de la table SZS C5

$$C = 1'902936\ [N/mm]$$
$$i_D = 106\ [mm]$$

Calcul de la contrainte critique de déversement élastique

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75 - 1.05 \cdot (-0.207) + 0.3 \cdot (-0.207)^2$$
$$= 1.98 \qquad pour\ \psi \geq -0{,}5$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.98 \cdot \frac{1902936}{9088} = 414.73\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.98 \cdot 106^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{9088^2} = 558.23\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{414.73^2 + 558.23^2} = 695.43\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 9860 \cdot 10^3}{695.43 \cdot 8830 \cdot 10^3}} = 0.755$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$

$$\chi_D = 0.722$$

Valeur de calcul de la résistance au déversement

$$M_{D,Rd} = \chi_D \cdot f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0.722 \cdot 355 \cdot \frac{9860 \cdot 10^3}{1.05} = 2474.21\ [kNm]$$

Vérification au déversement

$\frac{M_{Ed,max}}{M_{D,Rd}} = \frac{2230.44}{2474.21} = 0.90$ => ok

– *Traverse (Cadre 2)*

Le choix se porte sur un HEA 900

ELU

Moment max :

- En travée : $M_{y,Ed} = 2809.64$ [kNm]

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{2809.64}{3655} = 0.77 < 1$$

ELS

La flèche maximale w_{max} est de 36000/350 =102.9 [mm], nous avons une flèche de 301.5 [mm] ko. La mise en place d'une contre flèche semble être la bonne alternative. Celle-ci est choisi égale à la flèche en travée dû aux charges permanentes, soit 193.9 [mm].
Un deuxième contrôle doit également être effectué. Il faut vérifier que la différence entre la flèche dans le cas rare (avec le chargement maximal à l'ELS) et la flèche pour le cas quasi permanant (flèche sous poids propre) soit inférieur à la flèche maximale autorisée. La valeur de cette différence est de 192.1 [mm], le critère est donc satisfait.

Déversement

Le cas déterminant est le cas 2. Le calcul se fait selon la norme SIA 263, tableau 6.

***Figure 5** –Déversement traverse*

L_{D1}

L'effort normal maximal est de 0 [kN], le critère $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{0}{10840} = 0 \leq 0.15$ est respecté.

$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{+}_{Ed,max}} = \frac{2652.31}{2824.08} = 0.939$$

$$L_D = 4544\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot\ 65.0 \cdot (1 - 0.939) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 2264.04\ [mm]$$

$L_D = 4544\ [mm] \geq L_{cr} = 2264.04\ [mm]$ => ko

Vérification du tronçon 1 selon la norme SIA 263, § 4.5.2

Le calcul de C et i_D se fait selon les formules de la page 100 de la table SZS C5

$$C = 1'365000\ [N/mm]$$
$$i_D = 77\ [mm]$$

Calcul de la contrainte critique de déversement élastique

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75 - 1.05 \cdot 0.939 + 0.3 \cdot 0.939^2 = 1.03 \qquad \psi \geq -0{,}5$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.03 \cdot \frac{1365000}{4544} = 308.95\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.03 \cdot 77^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{4544^2} = 685.65\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{308.95^2 + 685.65^2} = 685.65\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 10800 \cdot 10^3}{685.65 \cdot 9480 \cdot 10^3}} = 0.768$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$, courbe a, α_D=0.21

$$\chi_D = 0.813$$

Valeur de calcul de la résistance au déversement

$$M_{D,Rd} = \chi_D \cdot f_y \cdot \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0.813 \cdot 355 \cdot \frac{10800 \cdot 10^3}{1.05} = 2970.30\ [kNm]$$

Vérification au déversement

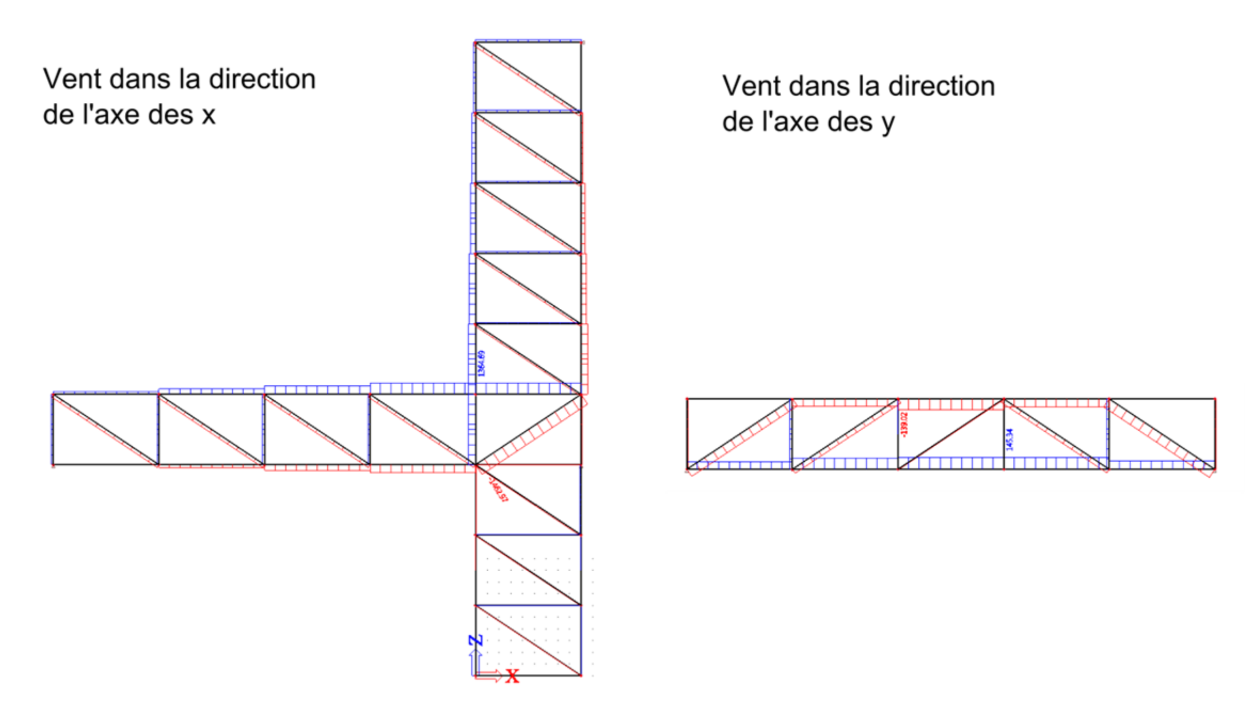
$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{D,Rd}} = \frac{2824.08}{2970.30} = 0.95 \Rightarrow \text{ok}$$

– *Contreventement*

Le choix se porte sur deux LNP 120·10

Le modèle de contreventement doit être modélisé dans son entier car la reprise des charges de vents ne se fait pas de façon indépendante par plan de chargement.

Figure 6 *–Effort normal contreventement*



ELU :

L'effort normal maximal est de $N_{Ed} = 1462.97\ [kN]$, la résistance de deux LNP 120·10 est de

$N_{Rd} = 2 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2 \cdot \frac{2320 \cdot 355}{1.05} = 1568.76\ [kN]$ et donc

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1411.18}{1568.76} = 0.90 \Rightarrow ok$$

– *Filières :*

Le choix se porte sur IPE 200

ELU :

Le cas de charge 1 est déterminant pour le dimensionnement des pannes sur deux et sur 3 appuis

La formule d'interaction (49) de la norme SIA 263 §5.1.4.2 permet le calcul EP des pannes :

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

Avec β =1.1, quand il n'y a pas d'effort normal.

Sur 3 appuis (moment déterminant à l'appui intermédiaire) :

- $M_{y,Ed}$ = 7.87 [kNm]
- $M_{z,Ed}$ = 8.20[kNm]

  ⇨ $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{7.87}{76.4}\right)^2 + \left(\frac{8.20}{15.1}\right)^{1.1}$ = 0.52 < 1 ok

Sur 2 appuis (moment déterminant à mi-travée) :

- $M_{y,Ed}$ = 7.90 [kNm]
- $M_{z,Ed}$ = 7.81 [kNm]

  ⇨ $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,N,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,N,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{7.90}{29.2}\right)^2 + \left(\frac{7.81}{8.82}\right)^{1.1}$ = 0.95 < 1 ok

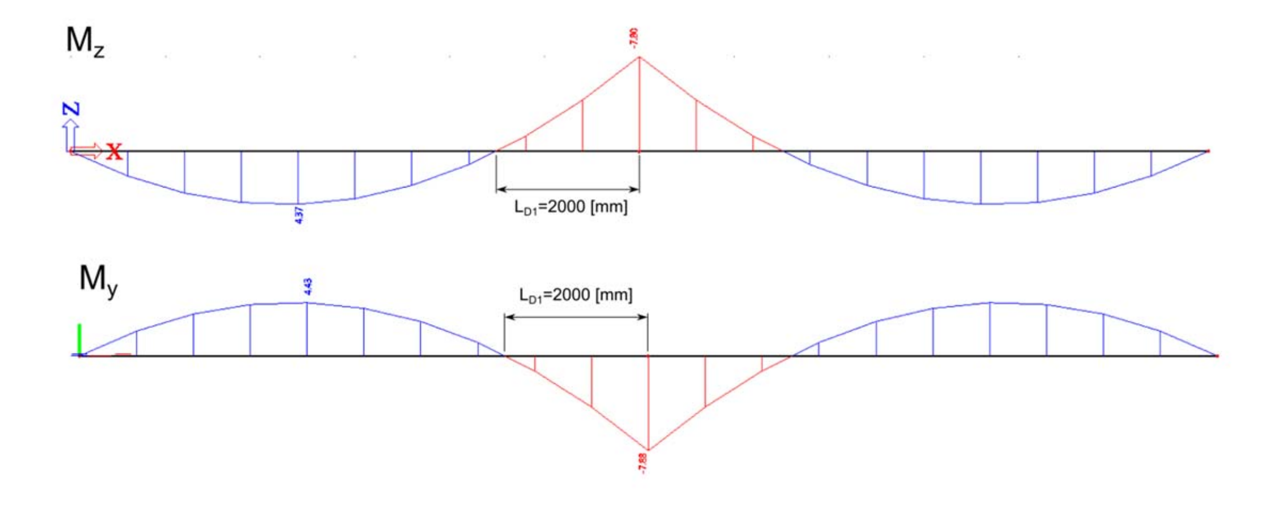
ELS:

La flèche est calculée ici seulement dans le sens horizontale (poussée de vent), la paroi étant considérée comme autoportante. La flèche maximale, w_{max} est de 6000/350 = 17.2 [mm], la flèche pour un cas de charge fréquent est de 2.5 [mm] au maximum (filière sur 2 appuis), le critère est donc respecté.

Déversement :

Sur 3 appuis

***Figure 7** –Déversement filière*



Cas 1

$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{-}_{Ed,max}} = \frac{0}{-7.87} = 0$$

$$L_D = 2000\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot 26 \cdot (1 - 0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 1465\ [mm]$$

$L_D = 2000\ [mm] \geq L_{cr} = 1465\ [mm]$ => ko Vérification au déversement nécessaire.

La norme SIA 263 § 5.1.7.2 donne pour méthode de calcul la formule suivante

$$\left(\frac{\omega_y\ M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}}\right)^{\beta} + \left(\frac{\omega_z\ M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}}\right)^{\beta} \leq\ 1{,}0$$

avec ici $M_{y,Ed}\ et\ M_{z,Ed}$ ayant une valeur non nul

$$\beta = 0{,}4 + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{b}{h - t_f} = 0.4 + \frac{0}{679} + \frac{100}{200 - 8.5} = 0.922 \leq 1 => 1$$

Le paragraphe 4.5.2 de la norme SIA 263 donne pour $M_{D,Rd,min}$

$$M_{y,red,Rd} = M_{D,Rd,min} = \frac{\chi_D W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.807 \cdot 355 \cdot \frac{194 \cdot 10^3}{1.05} = 59.33\ [kNm]$$

Avec

$$\eta = 1{,}75 - 1{,}05 \cdot \psi + 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75$$

$$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.75 \cdot \frac{665}{2000} = 581.88\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.75 \cdot 26^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{2000^2} = 612.98\ [N/mm^2]$$

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{581.88^2 + 612.98^2} = 845.17\ [N/mm^2]$$

Coefficient d'élancement au déversement

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 203 \cdot 10^3}{845.17 \cdot 194 \cdot 10^3}} = 0.663$$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$

$$\chi_D = 0.864$$

$\omega_y, \omega_z = 1\ (chargement\ transversale)$

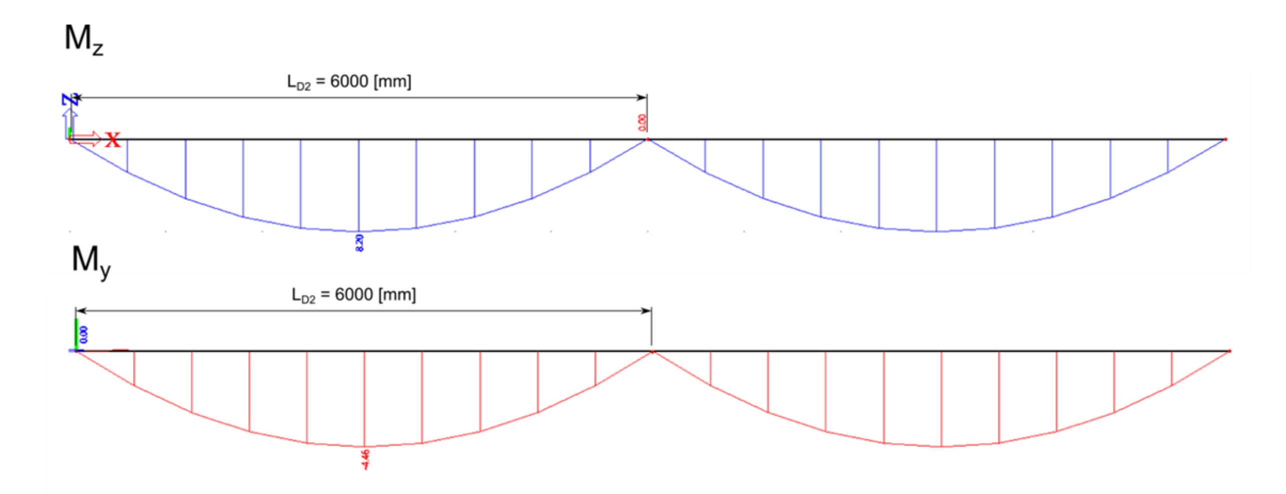
Et donc la formule d'interaction donne

$$\left(\frac{\omega_y\, M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}}\right)^{\beta} + \left(\frac{\omega_z\, M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}}\right)^{\beta} = \left(\frac{1\cdot 7.87}{59.33}\right)^{1} + \left(\frac{1\cdot 8.20}{15.1}\right)^{1} = 0.68 \geq 1 \text{ => ok}$$

Sur 2 appuis

Cas 2

***Figure 8**–Déversement filière*



$$\psi = \frac{M^{+}_{Ed,min}}{M^{-}_{Ed,max}} = \frac{0}{-4.46} = 0$$

$$L_D = 6000\ [mm]$$

$$L_{cr} = 2.7 \cdot i_z \cdot (1 - 0.5 \cdot \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.7 \cdot\ 26 \cdot (1-0) \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 1465\ [mm]$$

$L_D = 2000\ [mm] \geq L_{cr} = 1465\ [mm]$ => ko Vérification au déversement nécessaire.

La norme SIA 263 § 5.1.7.2 donne pour méthode de calcul la formule suivante

$$\left(\frac{\omega_y\, M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}}\right)^{\beta} + \left(\frac{\omega_z\, M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}}\right)^{\beta} \leq\ 1{,}0$$

avec ici $M_{y,Ed}\ et\ M_{z,Ed}$ ayant une valeur non nul

$$\beta = 0{,}4 + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{b}{h - t_f} = 0.4 + \frac{0}{679} + \frac{100}{200-8.5} = 0.922 \leq 1 => 1$$

Le paragraphe 4.5.2 de la norme SIA 263 donne pour $M_{D,Rd,min}$

$$M_{y,red,Rd} = M_{D,Rd,min} = \frac{\chi_D W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = 0.807 \cdot 355 \cdot \frac{194\cdot 10^3}{1.05} = 59.33\ [kNm]$$

Avec

$$\eta = 1{,}75 -\ 1{,}05 \cdot \psi +\ 0{,}3 \cdot \psi^2 = 1.75$$

$\sigma_{Dv} = \eta \cdot \frac{C}{L_D} = 1.75 \cdot \frac{665}{6000} = 193.96\ [N/mm^2]$

$\sigma_{Dw} = \eta \cdot i_D^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{L_D^2} = 1.75 \cdot 26^2 \cdot \pi^2 \cdot \frac{210000}{6000^2} = 68.11\ [N/mm^2]$

$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2} = \sqrt{193.96^2 + 68.11^2} = 205.57\ [N/mm^2]$

Coefficient d'élancement au déversement

$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{ply}}{\sigma_{crD} \cdot W_{ely}}} = \sqrt{\frac{355 \cdot 203 \cdot 10^3}{205.57 \cdot 194 \cdot 10^3}} = 1.344$

Le facteur de réduction χ_D peut être tiré du tableau de la page 22 de la table SCS C5 en fonction de $\bar{\lambda}_D$

$\chi_D = 0.446$

$\omega_y, \omega_z = 1\ (chargement\ transversale)$

Et donc la formule d'interaction donne

$\left(\frac{\omega_y\, M_{y,Ed}}{M_{y,red,Rd}}\right)^\beta + \left(\frac{\omega_z\, M_{z,Ed}}{M_{z,red,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{1 \cdot 4.46}{30.63}\right)^1 + \left(\frac{1 \cdot 8.20}{15.1}\right)^1 = 0.69 \geq 1$ => ok

– *Poteaux (Cadre 1)*

Il faut noter les poteaux ont été choisis avec une dimension minimal de 300 [mm] (HEA 300) pour des raisons constructives. En effet, les traverses sont composées de profilé HEA 900, dont la largeur est de 300 [mm], cette mesure assure un assemblage plus aisé.

ELU

La formule d'interaction effort normale moment, fourni par la norme SIA 263 §5.1.4.1 est la suivante :

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Rd}\xi\,(1 - \mathrm{n}) \leq \mathrm{M_{y,Rd}}$$

Avec $M_{y,Rd}$, le moment plastique réduit et

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}, a = \frac{A - 2bt_f}{A}, avec\ a\ \leq 0.5\ et\ \xi = \frac{1}{1 - 0.5a}$$

***Tableau** –Déversement filière*

	Profilé	a	ξ	Cas de Charge	N_{ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	n	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{y,N,Rd}$ [kNm]	E_d/R_d
Poteau 1	HEA 300	0.26	1.15	6a	157	3805	0.04	15.8	446.3	492.07	0.03
Poteau 2	HEA 300	0.26	1.15	5c	907	3805	0.24	103	446.3	390.90	0.26
Poteau 3	HEA 300	0.26	1.15	5c	138	3805	0.04	52	446.3	494.63	0.11

ELS

La déformation des poteaux est très faible, de l'ordre de quelques millimètres, il n'y a donc pas de problème à l'ELS.

Flambage

Poteau 1

Le choix se porte sur un HEA 300

Le profilé HEA 300 est ici gardé (par rapport au poteau équivalent de la structure 1). Le contrôle n'a pas besoin d'être effectué, car toutes les valeurs de dimensionnement sont inférieures au poteau 1 du deuxième cadre

Poteau 2

HEA 300

La partie inférieure du poteau est prépondérante, le choix de la longueur de flambage est conservatif (égal à la longueur de poteau entre appui), la page 20 de la table SZS permet en effet de réduire celle-ci en fonction du rapport de rigidité entre le poteau et le montant. Mais est difficilement utilisable dans le contexte de ce projet.

Selon l'axe y

Cas déterminant : 6c

$N_{Ed} = 671.42$ [kN]

$M_{Ed} = 152.92\ [kNm]$

Longueur de flambage autour de l'axe y, $L_{Ky} = 6000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{182.8 \cdot 10^6}{6000^2} = 10512.77\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K / i_y = 6000/127 = 47.24$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K / \lambda_E = 47.24/76.41 = 0.618$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.883$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.883 \cdot 355 \cdot 11300/1.05 = 3910.50$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{671.42}{3910.50} + \frac{1}{1-\frac{671.42}{10512.77}} \cdot \frac{152.92}{466.57} = 0.52$$

Selon l'axe z

Cas déterminant : 2

$N_{Ed} = 912.76$ [kN]

$M_{Ed} = 0\ [kNm]$

Longueur de flambage autour de l'axe z, $L_{Kz} = 6000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{63.1 \cdot 10^6}{6000^2} = 3632.84\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K/i_z = 6000/74.9 = 80.11$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_E = 80.11/76.41 = 1.048$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.632$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.632 \cdot 355 \cdot 5380/1.05 = 2798.01$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{912.76}{2798.01} + \frac{1}{1-\frac{912.76}{3632.84}} \cdot \frac{0}{216.72} = 0.33$$

Poteau 3

HEA 300

La partie inférieur du poteau est prépondérante, le choix de la longueur de flambage est conservatif (égal à la longueur de poteau entre appui), la page 20 de la table SZS permet en effet de réduire celle-ci en fonction du rapport de rigidité entre le poteau et le montant. Mais est difficilement utilisable dans le contexte de ce projet.

Selon l'axe y

Cas déterminant : 6a

$$N_{Ed} = 128.97 \text{ [kN]}$$

$$M_{Ed} = 104.08\ [kNm]$$

Longueur de flambage autour de l'axe y, $L_{Ky} = 6000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{182.8 \cdot 10^6}{6000^2} = 10512.77\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K/i_y = 6000/127 = 47.24$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_E = 47.24/76.41 = 0.618$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.883$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.883 \cdot 355 \cdot 11300/1.05 = 3910.50$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{128.97}{3910.50} + \frac{1}{1-\frac{128.97}{10512.77}} \cdot \frac{104.08}{466.57} = 0.26$$

Selon l'axe z

Cas déterminant : 5b

$$N_{Ed} = 154.43 \text{ [kN]}$$

$$M_{Ed} = 0\ [kNm]$$

Longueur de flambage autour de l'axe z, $L_{Kz} = 6000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{63.1 \cdot 10^6}{6000^2} = 3632.84\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K/i_z = 6000/74.9 = 80.11$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_E = 80.11/76.41 = 1.048$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.632$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.632 \cdot 355 \cdot 5380/1.05 = 2798.01$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{153.43}{2798.01} + \frac{1}{1-\frac{143.43}{3632.84}} \cdot \frac{0}{216.72} = 0.06$$

– *Poteaux (Cadre 2)*

ELU

	Profilé	a	ξ	Cas de Charge	N_{ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	n	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{y,N,Rd}$ [kNm]	E_d/R_d
Poteau 1	HEA 300	0.26	1.15	6a	166	3805	0.04	34	446.3	490.85	0.07
Poteau 2	HEA 300	0.26	1.15	5c	127	3805	0.03	48	446.3	496.11	0.10

ELS

Même constatation, les déformations sont infimes.

Flambage

Poteau 1

HEA 200

Selon l'axe y

Cas déterminant : 6a

$$N_{Ed} = 196.08 \text{ [kN]}$$

$$M_{Ed} = 22.74\ [kNm]$$

Longueur de flambage autour de l'axe y, $L_{Ky} = 7200\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{36.9 \cdot 10^6}{7200^2} = 1475.30\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K / i_y = 7200/82.8 = 86.96$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K / \lambda_E = 86.96/76.41 = 1.138$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.570$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.570 \cdot 355 \cdot 5380/1.05 = 1037.80$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{196.08}{1037.80} + \frac{1}{1-\frac{196.08}{1037.80}} \cdot \frac{22.74}{145.04} = 0.37$$

Selon l'axe z

Cas déterminant : 2

$N_{Ed} = 316.21$ [kN]

$M_{Ed} = 0\ [kNm]$

Longueur de flambage autour de l'axe z, $L_{Kz} = 4200\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{13.4 \cdot 10^6}{4200^2} = 1574.44\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K/i_z = 4200/49.8 = 84.34$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_E = 60.24/76.41 = 1.104$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$\chi_K = 0.593$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.593 \cdot 355 \cdot 5380/1.05 = 1079.43$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{316.21}{1079.43} + \frac{1}{1-\frac{316.28}{1574.44}} \cdot \frac{0}{68.97} = 0.29$$

Poteau 2

HEA 300

Selon l'axe y

Cas déterminant : 6a

$N_{Ed} = 197.69$ [kN]

$M_{Ed} = 63.18\ [kNm]$

Longueur de flambage autour de l'axe y, $L_{Ky} = 12000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{182.6 \cdot 10^6}{12000^2} = 2628.19\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K / i_y = 12000/127 = 94.49$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K / \lambda_E = 94.49/76.41 = 1.237$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.507$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.507 \cdot 355 \cdot 11300/1.05 = 1938.28$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{196.08}{1938.28} + \frac{1}{1-\frac{196.08}{2628.19}} \cdot \frac{63.18}{466.57} = 0.25$$

Selon l'axe z

Cas déterminant : 2

$N_{Ed} = 326.28$ [kN]

$M_{Ed} = 0\ [kNm]$

Longueur de flambage autour de l'axe z, $L_{Kz} = 3000\ [mm]$, barre bi-articulée. Ici l'hypothèse d'un cadre tenu latéralement est faite.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{63.1 \cdot 10^6}{3000^2} = 14531.35\ [kN]$$

La formule d'interaction de la SIA 263 § 4.5.3 permet de calculer la résistance au flambage des poteaux soumis à de la flexion et un effort normal.

$$\lambda_K = L_K/i_z = 3000/74.9 = 40.05$$

$$\lambda_E = \pi\sqrt{E/f_y} = \pi\sqrt{210000/355} = 76.41$$

$$\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_E = 40.05/76.41 = 0.524$$

La table SZS C4 p.22 fournit le coefficient de réduction χ_K

$$\chi_K = 0.917$$

La valeur de calcul de la résistance au flambage $N_{K,Rd}$

$$N_{K,Rd} = \chi_K \cdot f_y \cdot A/\gamma_{M1} = 0.917 \cdot 355 \cdot 13100/1.05 = 4059.62$$

La formule d'interaction donne finalement le facteur de sécurité

$$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{326.28}{4059.62} + \frac{1}{1-\frac{326.28}{14531.35}} \cdot \frac{0}{68.97} = 0.08$$

ANNEXE 3. Problème particulier

- *Propriétés*

La dalle repose sur des solives IPE 200 S355, espacées de 2.25 [m] et d'une longueur de 6 [m] entre appuis. Le dalle est composée de béton C25/30 et a une hauteur de 100 [mm].
Les goujons ont un diamètre de 16 [mm] et une hauteur de 75 [mm], la résistance à la traction est de 450 [N/mm^2].

- *Dimensionnement plastique*

La norme SIA 262 §4.1.3.3 est la base du dimensionnement, le système statique est celui de la poutre simple entre 2 appuis. En phase de construction, l'étayage assure la stabilité des profilés au besoin.

$$b_{eff,1} = 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 \leq 0.2 \cdot l_0$$

$$= 0.2 \cdot \frac{2250 - 100}{2} + 0.1 \cdot 6000 = 815\ [mm] \leq 1200\ [mm]$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 815 + 100 = 1730\ [mm] \leq 2250[mm]$$

Coefficient d'équivalence plastique, formule selon TGC 10 § 4.7.2

$$n_{pl} = \frac{f_y \cdot \gamma_c}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot \gamma_a} = \frac{355 \cdot 1.5}{0.85 \cdot 25 \cdot 1.5} = 23.87$$

Position de l'axe neutre plastique formule selon TGC 10 § 4.7.2, armature négligée

$$A_a = 4590\ [mm^2]$$

$$A_c = h_c \cdot b_{eff} = 100 \cdot 1730 = 1730000\ [mm^2]$$

$z_b = h - n_{pl} \cdot \frac{A_a}{b_{eff}} = 300 - 23.87 \cdot \frac{2850}{1730} = 260.68$, l'axe se trouve bien dans la dalle

Moment résistant plastique

$$W_{pl,b} = A_a \cdot (h - z_a - 0.5 \cdot n_{pl} \frac{A_a}{b_{eff}} = 2850 \cdot (300 - 100 - 0.5 \cdot 23.87 \cdot \frac{2850}{1730})$$

$$= 513.96 \cdot 10^3 [mm^3]$$

$$M_{Rd,pl,b} = \frac{f_y \cdot W_{pl,b}}{\gamma_a} = \frac{355 \cdot 513.96 \cdot 10^3}{1.05} = 173.76\ [kNm]$$

$$M_{Ed} = 101.76$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd;pl,b0}} = \frac{101.76}{173.76} = 0.59$$

- *ELS*

La phase de montage se faisant sous étayage, la flèche est calculée seulement à l'état final. Pour ce faire, il faut utiliser les caractéristiques élastiques de la dalle mixte à l'état final.

Coefficient d'équivalence élastique, selon la norme SIA 262 §3.1.2.3.3

$$E_{cm} = k_E \sqrt[3]{f_{cm}} = 11000\sqrt[3]{25+8} = 35.3 \cdot 10^3 [N/mm^2]$$

$$E_c = \frac{E_{cm}}{2} = 17.6\ [N/mm^2]$$ à l'état final

$$n_{el} = \frac{Ea}{Ec} = \frac{210000}{17.6} = 12$$

Position de l'axe neutre élastique, l'armature est négligée (dans la dalle)

$$z_b = h - \frac{n_{el} \cdot A_a}{b_{eff}} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{eff}}{n_{el} \cdot A_a} \cdot (h - z_a)} \right]$$

$$= 370 - \frac{12 \cdot 2850}{1730} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1730}{12 \cdot 2850} \cdot (300 - 100)} \right] = 228.67\ [mm]$$

Moment d'inertie, si axe neutre dans la dalle

$$I_b = I_a + A_a \cdot (h - z_a)^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{A_c}{n_{el}} \cdot h_c^2 - A_b (h - z_b)^2$$

$$= 19.4 \cdot 10^6 + 2850 \cdot (300 - 100)^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{173000}{12} \cdot 100^2 - (2850 + \frac{173000}{12}) \cdot (300 - 228.67)^2$$

$$= 93.61 \cdot 10^6\ [mm^4]$$

Et donc la flèche est de

$$w(g_{fin}) = \frac{5 \cdot g_{fin} \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_b} = \frac{5 \cdot 6.75 \cdot 6000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 93.61 \cdot 10^6} = 5.43\ [mm] \leq \frac{l}{350} = \frac{6000}{350} = 17.14\ [mm]$$

- *Résistance des goujons, calcul plastique, goujons souples*

Le calcul se fait selon la norme SIA 264 § 6.1

$$\frac{h_D}{d} = \frac{75}{16} = 4.7 \ > 4 => ok$$

L'effort tranchant à reprendre en travée est de

$$F_{v,d} = \frac{f_{ya} \cdot A_a}{\gamma_a} = \frac{355 \cdot 2850}{1.05} = 963.57\ [kN]$$

La résistance d'un goujon vaut $P_{Rd} = \min(P_{Rd,écrasement\ du\ béton}, P_{Rd,rupture\ du\ goujon})$

$$P_{Rd,écrasement\ du\ béton} = \frac{0.29 \cdot d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = \frac{0.29 \cdot 16^2}{1.25} \cdot \sqrt{25 \cdot 35.3 \cdot 10^3} = 55.79\ [kN]$$

$$P_{Rd,rupture\ du\ goujon} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{\gamma_v \cdot 4} = \frac{0.8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot 16^2}{1.25 \cdot 4} = 57.90\ [kN]$$

$$=> P_{Rd} = 55.79$$

Le nombre total de goujons nécessaire par champ de cisaillement

$$N_{tot,nec} = F_{v,d}/P_{Rd} = 963.57/55.79 = 17.27 => 18$$

Le champ de cisaillement correspond ici à une demi-travée. Les goujons sont répartis selon les recommandations de la table SZS C5 en deux rangé dans l'axe du profilé

Dans le sens perpendiculaire à l'axe du profilé

$$e_2 \geq 3.5 \cdot d = 56\ [mm]$$

Dans le sens de l'axe du profilé

$$5 \cdot d = 80\ [mm] \leq e_1 \leq 6 \cdot h = 600\ [mm] \leq 800\ [mm]$$

18 goujons au total, donc 9 par rangé, sur une demi-longueur.

$e_1 = \frac{6000/2}{18/2} = 333.33\ [mm] =>$ 3 rangés de 2 goujons par mètre